

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ENTE NAZIONALE AVIAZIONE CIVILE

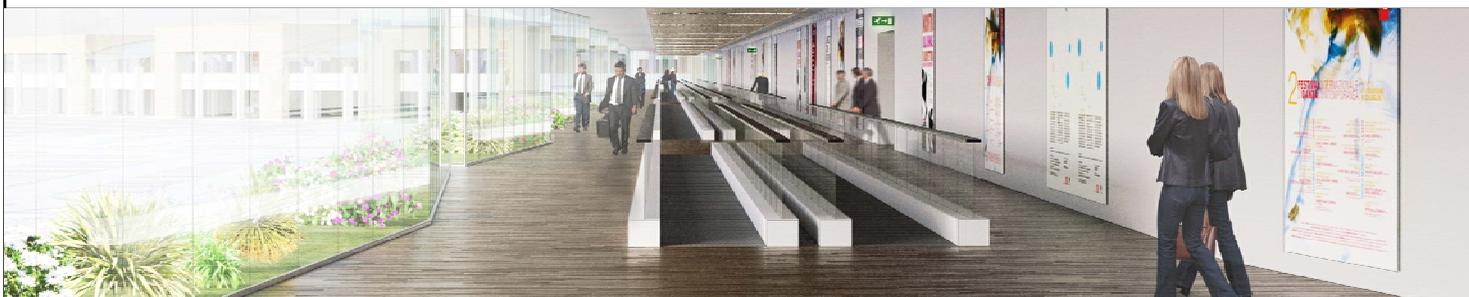


DIPARTIMENTO SICUREZZA - AREA INFRASTRUTTURE
AEROPORTUALI - SERVIZIO COSTRUZIONI



AEROPORTO "MARCO POLO" DI TESSERA - VENEZIA

concessionaria del MINISTERO DEI TRASPORTI E DELLA NAVIGAZIONE DIREZIONE GENERALE DELL'AVIAZIONE CIVILE



PROGETTO

PERCORSO PEDONALE ASSISTITO (MOVING WALKWAY) DARSENA-TERMINAL

PROGETTO PRELIMINARE

ELABORATO

RELAZIONI Relazione Geotecnica

CODICE C.d.P.: 3 . 0 1 COMMESSA: C O 8 0 2

NUMERO
ELABORATO

CODICE
ELABORATO

03 . 01

A0 02 0N V

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE
0	Prima emissione	Luglio 2013	Ing.M.De Lazzar	Ing. A.Tabani	Ing. M.Giupponi

NOME FILE: A0020NV0.DOC

SCALA:

FILE DI STAMPA:

PROGETTISTA



SAVE ENGINEERING S.r.l.
Sede Legale: V.le G. Galilei, 30/1 - 30173
Venezia - Tessera (Italia)
Uffici: Via A. Ca' Da Mosto, 12/3 - 30173
Venezia - Tessera (Italia)
telefono: +39/041 260 6191
telefax: +39/041 2606199
e-mail: saveeng@veniceairport.it

DIRETTORE TECNICO



PROGETTISTA
E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



CONSULENTE PROGETTISTA



IDROESSE INFRASTRUTTURE SRL
Galleria Spagna, 10
35127 Padova (PD)
telefono: +39 049 8064111
telefax: +39 049 8064100
e-mail: board@idroesse.it
website: www.idroesse.it

DIRETTORE TECNICO



COLLABORATORI

ing. Alberto Levorato
ing. Andrea Tabani
arch. Cristina Perin
arch. Ruben Verdi
ing. Mario Vismara

COMMITTENTE

SAVE S.p.A.
DIREZIONE OPERATIVA
R.U.P./R.L.

ing. Corrado Fischer

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
PROGETTAZIONE

ing. Franco Dal Pos

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
MANUTENZIONE

ing. Virginio Stramazzo

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
AREA MOVIMENTO-TERMINAL

sig. Francesco Rocchetto

SAVE S.p.A.
COMMERCIALE E MARKETING
NO AVIATION

dott. Andrea Geretto

INDICE

1. PREMESSE.....	1
2. QUADRO NORMATIVO	2
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	2
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO DELL'AREA.....	5
5. INQUADRAMENTO SISMICO	7
6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
6.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	9
6.2 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	10
6.2.1 <i>Densità relativa</i>	<i>10</i>
6.2.2 <i>Angolo di resistenza al taglio</i>	<i>11</i>
6.2.3 <i>Modulo di Young E.....</i>	<i>11</i>
6.2.4 <i>Modulo di taglio dinamico.....</i>	<i>12</i>
6.2.5 <i>Resistenza al taglio non drenata</i>	<i>12</i>
6.2.6 <i>Grado di sovraconsolidazione OCR.....</i>	<i>13</i>
6.2.7 <i>Modulo non drenato Eu.....</i>	<i>13</i>
6.3 MODELLI GEOTECNICI.....	14
7. FONDAZIONI	15
7.1 FONDAZIONI PROFONDE SU PALI TRIVELLATI/AD ELICA.....	16
7.1.1 <i>Calcolo carico limite singolo palo</i>	<i>16</i>
7.1.2 <i>Approcci di progetto.....</i>	<i>16</i>
7.1.3 <i>Resistenza ultima a compressione da risultati di prove di sottosuolo.....</i>	<i>17</i>
7.1.4 <i>RISULTATI DEL CALCOLO.....</i>	<i>19</i>
8. CONCLUSIONI	19
9. BIBLIOGRAFIA	20
10. ALLEGATI.....	21
10.1 ALLEGATO 1 – MAPPA DELLE PROVE	22
10.2 ALLEGATO 2 – PROVE GEOGNOSTICHE	22
10.3 ALLEGATO 3 – CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI CFA/FDP	25
10.4 ALLEGATO 4 – CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI TRIVELLATI	27

1. Premesse

I principali temi della progettazione strutturale sono l'edificio di darsena (indicato con la lettera A, nella fig.1.1) ed il percorso pedonale in quota (indicato con la lettera B, nella fig.1.1).

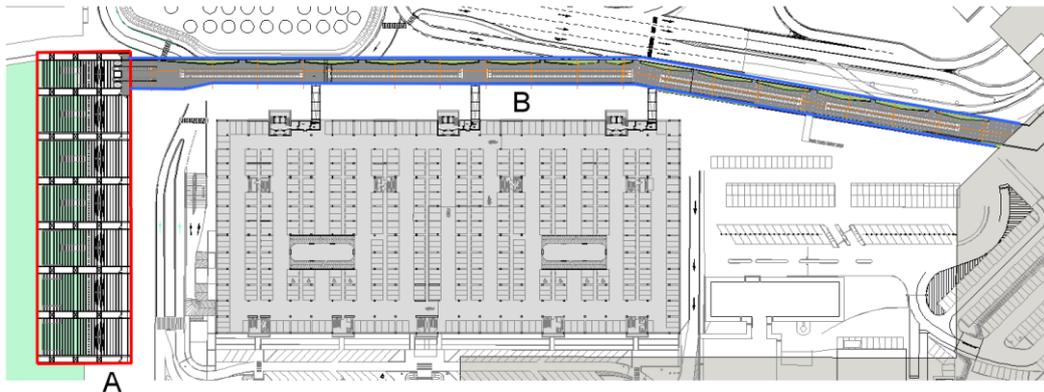


Figura 1.1: Planimetria dell'intervento

Edificio di darsena

L'edificio di darsena è caratterizzata da una pianta allungata di dimensioni circa pari a 130x38m ed un'altezza massima di 11.5 m.

Da un punto di vista strutturale, l'edificio presenta un sistema sismo-resistente costituito da coppie di setti in c.a. mutuamente collegati, poste ad interasse 18.7m, e prospetticamente caratterizzate da una forma che riproduce un arco. La copertura sarà costituita da travi in legno lamellare (interasse 1.2m circa), alle quali verranno collegati un tavolato ed una cappa in c.a. collaborante, che conferirà le caratteristiche di piano rigido all'orizzontamento. La particolarità del fabbricato è rappresentata dal fatto che il sedime insiste parzialmente sulla terraferma ed in parte sul mare, per consentire l'attracco delle imbarcazioni; di conseguenza le fondazioni, che saranno costituite da plinti di altezza 80 cm su micropali \varnothing 30cm di lunghezza 26m, avranno quote d'imposta diverse in funzione del fatto che trasferiscano i carichi direttamente al suolo od al fondo marino.

Percorso pedonale in quota

Il tracciato del percorso pedonale assistito, a cui si accede dagli ascensori e dalle scale mobili dell'edificio di Darsena e dal Piano Partenze dell'Aerostazione, è collocato a quota +9.00 mslm. Le strutture verticali saranno costituite da una serie di pile poste ad una distanza di 19m circa, caratterizzate da una sezione ellittica con assi rispettivamente di 3 ed 1.5m; sulle pile poggerà un impalcato in c.a. di larghezza 10 m ed altezza variabile, al quale verrà collegata una sovrastruttura in acciaio costituita da telai isostatici in direzione trasversale, controventati lungo l'asse longitudinale. La copertura verrà realizzata mediante una soletta in c.a. appoggiata su un'orditura secondaria di travi in acciaio. Le sollecitazioni di taglio e compressione, verranno trasferite dall'impalcato alle pile mediante appositi dispositivi di appoggio. Le fondazioni saranno del tipo a plinti su pali di diametro 80 cm e lunghezza 26m.

La presente relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica, sismica e geotecnica sugli interventi da progettare si basa prevalentemente sui documenti relativi alle varie campagne di indagini geotecniche condotte negli anni (1972-2010) come supporto alla progettazione di nuove opere di edilizia funzionali all'esercizio della stazione

aeroportuale (edifici mensa, parcheggi multipiano, hangar, ecc.) ovvero infrastrutturali; quest'ultime in particolare sono connesse con gli ampliamenti dell'aeroporto (nuovi piazzali, piste di raccordo, torri di controllo, scivoli per hovercraft), oppure con il progetto di infrastrutture adiacenti (Linea AV, nuova ferrovia Venezia-Aeroporto, Autostrada Sud, ecc.). Stralci di queste prove, in relazione alle opere da realizzarsi sono state utilizzate come base nella progettazione preliminare delle opere d'arte del presente progetto e sono riportate in allegato.

Per quanto concerne la classificazione sismica del territorio il progetto ricade nel comune di Venezia (provincia di Venezia), attualmente catalogato come zona 4.

zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g)
4	<0.05	0.05

2. Quadro normativo

Il quadro normativo di riferimento è il seguente:

- Legge n° 1684/1962 e s.m. e i.;
- Legge n° 64/1974 e s.m. e i.;
- A.G.I. - Raccomandazioni sull'esecuzione e programmazione delle indagini geotecniche 1977;
- Circolare Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996 n° 218/24/3 – Legge 2 Febbraio 1974 n° 64. Decreto del Ministro dei lavori pubblici 11 marzo 1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica;
- D.P.R. 554/99;
- Ord. P.C.M. 20.03.2003 n° 3274 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e s. m. e i.;
- D.G.R. Regione del Veneto n° 80 del 21.01.2005 - "Nuovi indirizzi e linee guida per la gestione dei materiali derivanti da operazioni di escavazione";
- D.M. 14/01/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

3. Inquadramento geologico e geomorfologico

Il sito di studio si trova nel sedime dell'aeroporto Marco polo di Tessera (Venezia).



Figura 3.1: Inquadramento dell'area (zona di interesse cerchiata in rosso) in scala 1:100.000 circa

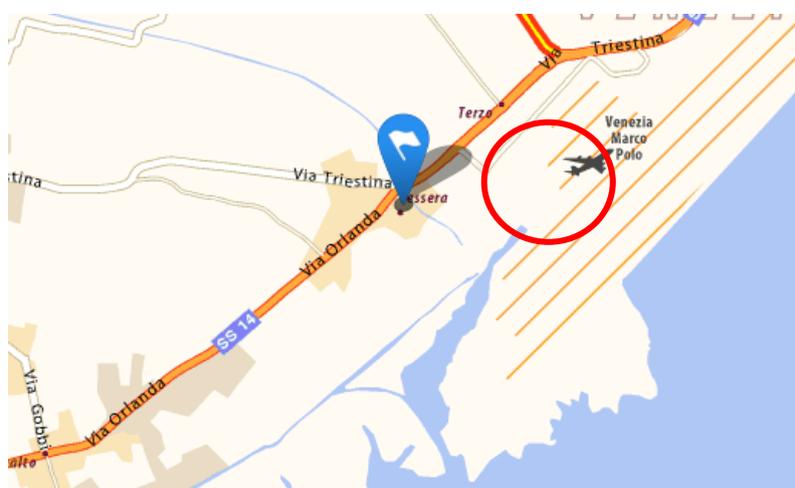


Figura 3.2: Inquadramento dell'area (zona di interesse cerchiata in rosso) in scala 1:10.000 circa

La zona interessata dall'intervento ricade nel più vasto contesto geologico della Pianura Veneta, geograficamente identificabile nella piana alluvionale compresa tra le Prealpi, i Colli Euganei e Berici ed il Mare Adriatico, che ha avuto origine dal processo erosivo dei rilievi alpini e prealpini.

La pianura si caratterizza per la presenza di una serie di corsi d'acqua ad andamento subparallelo che, usciti dalle valli montane, la attraversano in direzione approssimativamente meridiana fino a riversarsi in mare Adriatico. Le divagazioni dei fiumi, nel corso del Quaternario, sono giunte a coprire aree molto vaste, formando sistemi sedimentari tipici a ventaglio, generalmente conosciuti in letteratura come conoidi o, meglio, "megafan" alluvionali¹. Questi corpi deposizionali, nell'area veneta e friulana e soprattutto nel settore ad est del Naviglio del Brenta, risultano individuabili prossimità della linea di costa, in base alle loro peculiari caratteristiche geomorfologiche, stratigrafiche, pedologiche e mineralogiche.

¹ La notevole estensione e complessità dei sistemi sedimentari che costituiscono la media e la bassa pianura veneta rendono inadeguato il termine di "conoide alluvionale". Per questo motivo alcuni autori (Mozzi, 1995; Fontana, 2002; Mozzi et alii, 2003; Bondesan-Meneghel, 2004) preferiscono utilizzare il termine megafan, che indica i sistemi continentali sepolti.

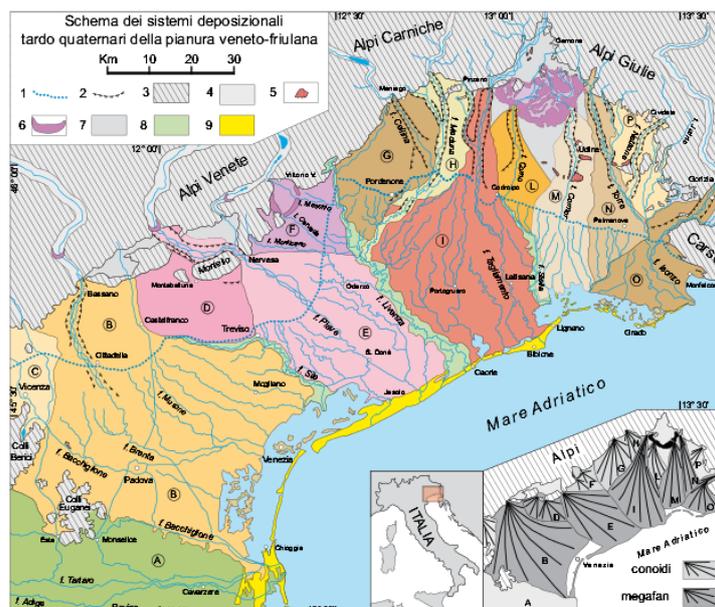


Figura 3.3: Schema dei sistemi deposizionali tardo quaternari (Bondesan-Meneghel, 2004 – provincia di Venezia)

L'osservazione e lo studio di questa fenomenologia è di particolare importanza poiché la genesi dei terreni superficiali è legata proprio a questa dinamica e il risultato, ossia l'attuale assetto geo-lito-idrogeologico, è direttamente correlabile all'azione dei corsi d'acqua sopracitati. Gli antichi percorsi fluviali, denominati paleoalvei, sono infatti tra le forme geomorfologiche più caratteristiche presenti nella pianura veneta. Essi, oltre ad essere importanti ai fini della ricostruzione storico-ambientale e paleogeografica del territorio, rivestono anche notevole importanza dal punto di vista idrogeologico. I paleoalvei costituiscono le direttrici preferenziali di deflusso idrico sotterraneo, essendo costituiti da materiali a permeabilità medio elevata. Di seguito si riporta uno stralcio della Carta delle Unità Geomorfologiche del Veneto in scala 1:250.000 con la legenda delle forme d'interesse della zona (zona di interesse cerchiata in rosso).

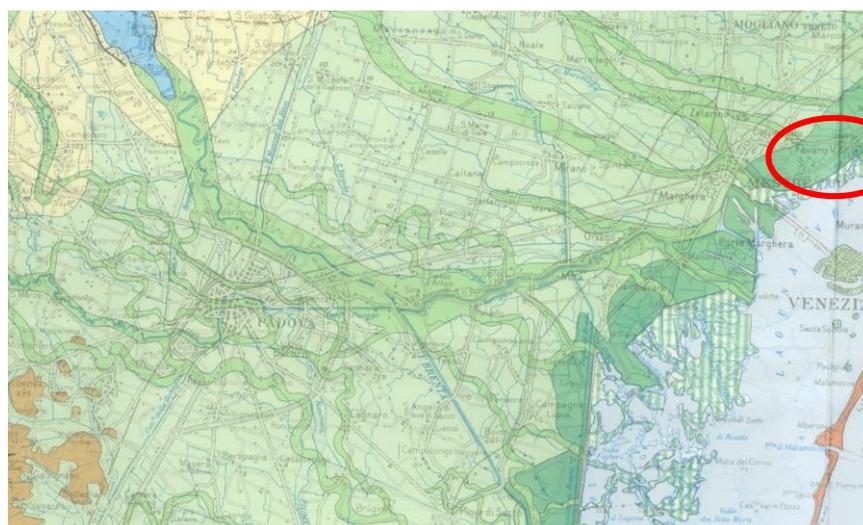


Figura 3.4: Stralcio della Carta delle Unità Geomorfologiche del Veneto

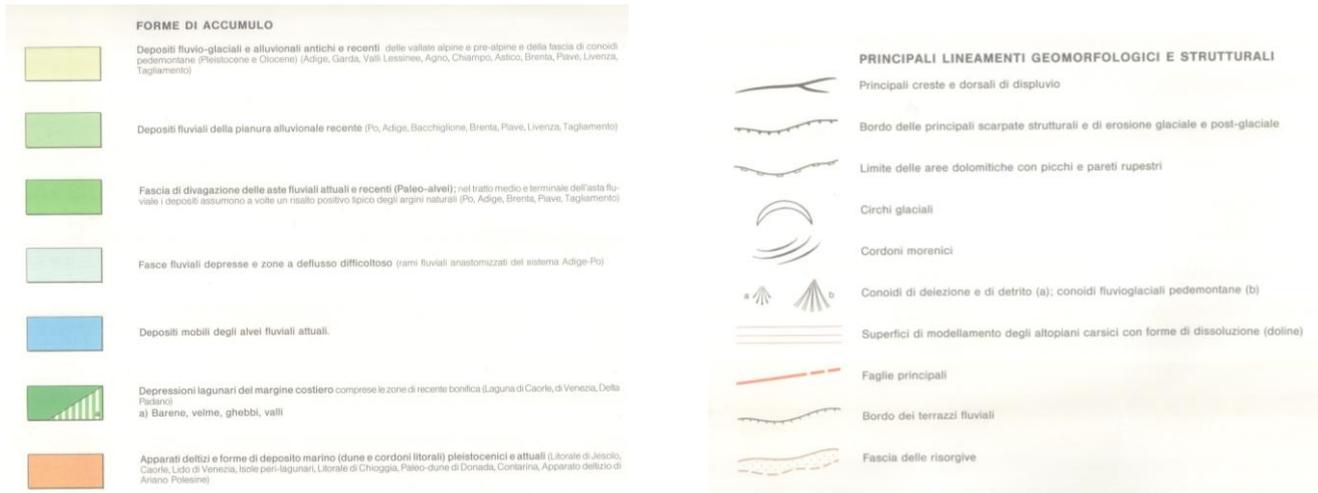


Figura 3.5: Legenda della Carta delle Unità Geomorfologiche del Veneto

4. Inquadramento idrogeologico dell'area

La Pianura Veneta, in base alla struttura del sottosuolo, può essere suddivisa in:

- alta pianura: settore corrispondente alla fascia del materasso alluvionale interamente ghiaioso;
- media pianura: area dove è presente l'alternanza di livelli ghiaioso - sabbiosi e limoso - argillosi;
- bassa pianura: equivale all'area caratterizzata da alternanza irregolare di orizzonti limoso argillosi e sabbiosi con rari livelli ghiaiosi di spessore limitato e profondi.

Per quanto riguarda la caratterizzazione idrogeologica, il sottosuolo è interessato da un complesso sistema multifalda di acquiferi che, per quanto attiene le falde profonde, trae origine dall'area di ricarica posta in corrispondenza delle Prealpi e dell'Alta Pianura Veneta (fascia pedemontana), dove la presenza di uno spesso materasso di depositi ghiaiosi consente la permeazione di elevati volumi di acque meteoriche e fluviali.

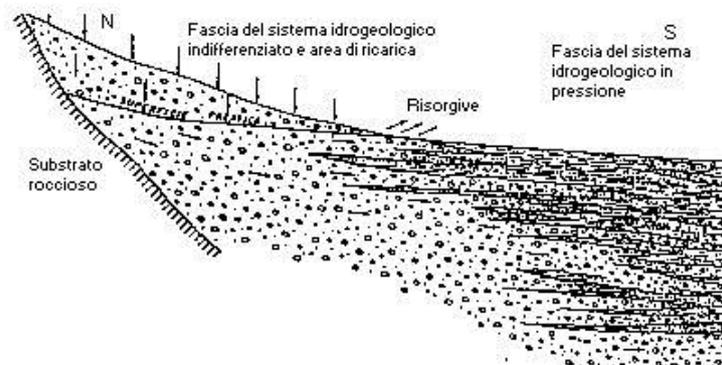


Figura 4.1: Schema idrogeologico della pianura veneta

In quest'area la falda, di tipo freatico e molto profonda nella zona di alimentazione, diviene sempre più superficiale man mano che si scende nella pianura e la granulometria volge verso termini più fini. Dopo essere emersa nella "fasce delle risorgive", là dove avviene il passaggio tra terreni prevalentemente coerenti e terreni con forte presenza di termini coesivi, la falda freatica si differenzia alimentando distinte falde (anche profonde) e dando

origine al sistema multifalde di pianura. A causa di tale conformazione idrogeologica si potrebbe riscontrare la presenza di eventuali falde in leggera sovrappressione rispetto all'acquifero freatico superficiale.

L'alimentazione delle falde è garantita nelle aree di ricarica soprattutto da 3 fattori: la dispersione in alveo dei corsi d'acqua nel tratto in cui attraversano l'alta pianura (falde di subalveo), l'infiltrazione diretta degli afflussi meteorici che si verifica nella medesima fascia e l'infiltrazione delle acque irrigue. Il sito in oggetto dal punto di vista idrogeologico si ubica entro il settore degli acquiferi differenziati di bassa pianura.

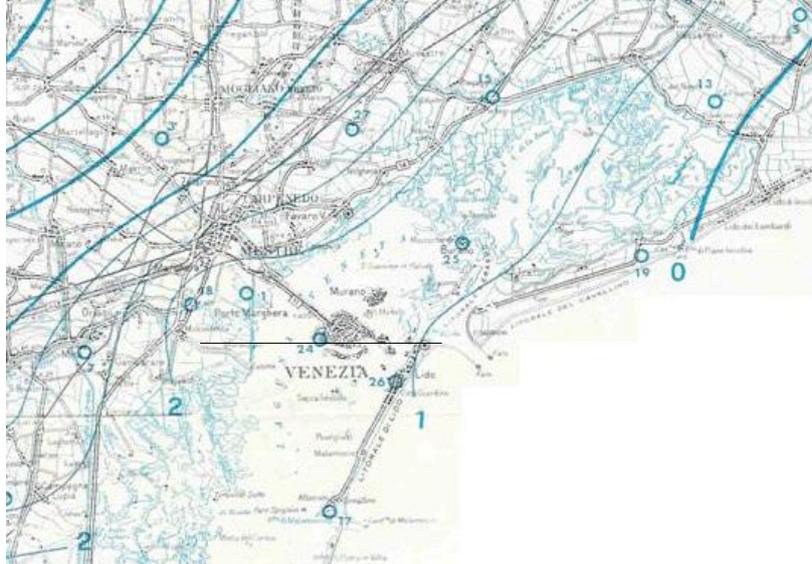


Figura 4.2: Stralcio della Carta isofreatica del Veneto – dicembre 1983

La morfologia generale dei deflussi sotterranei a scala regionale è evidenziata nell'estratto di Carta isofreatica sopra riportata (Regione del Veneto – Carta isofreatica – rilievi del dicembre 1983).

Dall'analisi di tale immagine si evince che, in corrispondenza del settore in esame:

- la falda si trova ad una quota assoluta di ca. 0-1 m s.l.m.,
- la direzione di deflusso prevalente è NW-SE,
- il gradiente medio è di 0.05% circa.

Più dettagliatamente, dalla stratigrafia tipica della zona lagunare, si possono individuare rispettivamente:

- lo strato di riporto superficiale, sede della falda freatica;
- il secondo acquifero, sede della cosiddetta "prima falda" in pressione;
- il terzo acquifero, sede della cosiddetta "seconda falda" in pressione.

La permeabilità dei terreni è fortemente condizionata dalla conformazione "a lenti" del terreno, si passa quindi da livelli sabbiosi a media permeabilità ($k=10^{-5} \div 10^{-7}$ m/s) a livelli argillosi a bassa permeabilità ($k=10^{-8} \div 10^{-10}$ m/s). Generalmente, a causa proprio della genesi deposizionale, si riscontra una notevole discrepanza tra la permeabilità orizzontale e quella verticale (che può essere inferiore anche di vari ordini).

5. Inquadramento sismico

La vulnerabilità dell'area di studio nei confronti del rischio sismico è stata valutata con riferimento alla classificazione sismica vigente nel territorio nazionale, la quale è stata aggiornata con l'Ordinanza numero 3519 del Presidente del Consiglio dei Ministri, pubblicata in G.U. il giorno 28/04/2006, inerente "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

Tale ordinanza sostituisce la precedente n. 3274 pubblicata in TG.U. il giorno 08/05/03 inerente "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". In base alle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 l'azione sismica di riferimento è definita per ogni sito sulla base delle sue coordinate geografiche. Le azioni sismiche si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima attesa a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini tra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi esclusi.

Nella figura a pagina seguente si riportano, nella mappa relativa alla regione Veneto, i valori di pericolosità sismica espressi in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi.

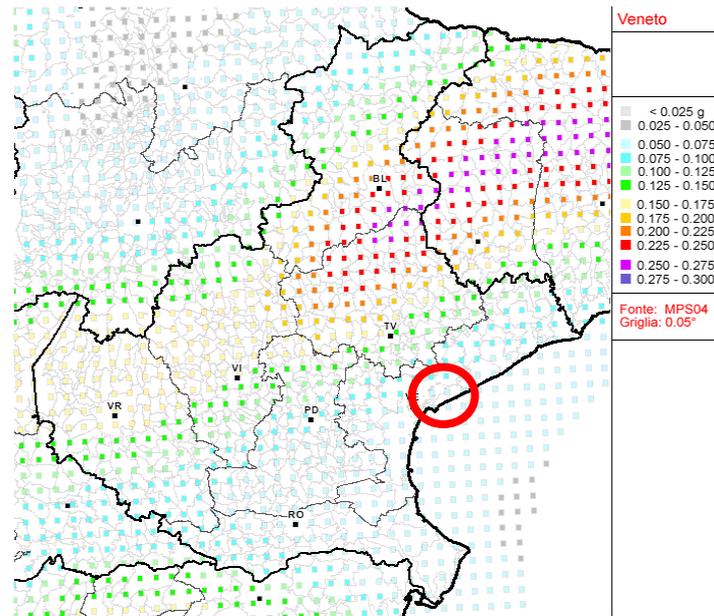


Figura 5.1: Mappa di pericolosità sismica

I suoli, non disponendo in questa fase di indagini geofisiche specifiche eseguite per l'area in questione, ma riferendosi direttamente a tutte le prove geognostiche comunque disponibili, vengono cautelativamente definiti all'interno nella categoria D per le opere di fondazioni superficiali (depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da graduale miglioramento delle condizioni delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di SPT30 minori di 15 o Cu30 minore di 70 kPa, ovvero con valori di Vs30 inferiori a 180 m/s) o terreni di tipo C per le fondazioni profonde su pali. Le prime indicazioni circa la liquefacibilità dei suoli, tendono ad escludere il fenomeno che sarà oggetto di verifica nella successiva fase progettuale.

Nelle pagine successive si riportano i risultati dell'analisi sismica, compiuta secondo la normativa di cui al DM 14/01/2008.

Tipo Opera

Tipo di costruzione

- Opere provvisorie
- Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale
- Grandi opere di importanza strategica

Vita Nominale - V_N anni

Classe d'uso

- I - Presenza occasionale di persone
- II - Normali affollamenti, industrie non pericolose
- III - Affollamenti significativi, industrie pericolose
- IV - Opere strategiche, industrie molto pericolose

Vita di Riferimento - V_R anni

Parametri sismici				
	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	120	0,442	2,495	0,308
SLD	201	0,528	2,538	0,337
SLV	1898	1,097	2,674	0,424
SLC	2475	1,193	2,683	0,438

	ID Punto 1 = 12749 ID Punto 2 = 12527 ID Punto 3 = 12526 ID Punto 4 = 12748 Dati sismici rilevati correttamente.	
---	---	--

6. Inquadramento geotecnico

6.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Come già citato in introduzione, si dispone nell'area di una serie molto numerosa di indagini geognostiche effettuate in occasione di vari progetti ricadenti nella zona aeroportuale. Tuttavia, per una caratterizzazione puntuale nelle aree di interesse, sono state stralciate le prove nelle immediate adiacenze, che sono riportate nell'allegata planimetria (allegato 1):

Edificio di darsena e percorso in quota:

Si utilizzano le prove relative al progetto Venice Gateway (VG - 2002) eseguite dalla ditta Geoservizi di Villorba e in particolare:

- CPTU1 spinta a -30 m da p.c. – indicata con lettera A
- CPTU4 spinta a -30 m da p.c. – indicata con lettera B

Inoltre si sono utilizzate le prove relative al garage multipiano (MP - 1998) eseguite dalla ditta Geoservizi di Villorba e, in particolare,

- CPTU1 spinta a -38 m da p.c. – indicata con lettera C
- CPTU2 spinta a -38 m da p.c. – indicata con lettera D
- CPTU3 spinta a -38 m da p.c. – indicata con lettera E

L'ubicazione in pianta delle verticali esplorate e il profilo stratigrafico dei sondaggi, i risultati delle prove penetrometriche sono riportati in appendice alla presente relazione; per maggiori dettagli si rimanda invece direttamente alla singole relazioni.

L'insieme dei dati delle prove meccaniche in sito hanno permesso di ricostruire un unico modello geotecnici semplificato del terreno, basati su quanto spiegato nel successivo paragrafo e poi sono stati posti alla base della progettazione (vedasi paragrafo 6.3).

6.2 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

6.2.1 Densità relativa

Per la valutazione della densità relativa DR dei terreni incoerenti esistono diverse correlazioni empiriche; tra le maggiormente utilizzate si ricorda quella di Gibbs e Holtz (1957), ricavata da prove sperimentali, nella quale la densità relativa dipende dai valori di NSPT e della pressione verticale efficace (vedi figura 6.1). Tale correlazione è valida soprattutto per sabbie quarzose NC, non cementate e moderatamente compressibili.

Un'altra espressione molto utilizzata in presenza di terreni sabbiosi è quella introdotta da Terzaghi e Peck (1948) e successivamente modificata da Skempton (1986), riportata di seguito:

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{60}}$$

dove:

$$N_{1,60} = \frac{ER \times N_{SPT}}{60 \times \sqrt{\sigma'_{vo}}}$$

essendo:

- $N_{1,60}$ resistenza penetrometrica dinamica normalizzata per tenere conto sia della pressione del terreno sovrastante che del rendimento del sistema di infissione;
- ER rendimento medio misurato del sistema di infissione;
- σ'_{vo} pressione verticale effettiva geostatica (espressa in kg/cm²).

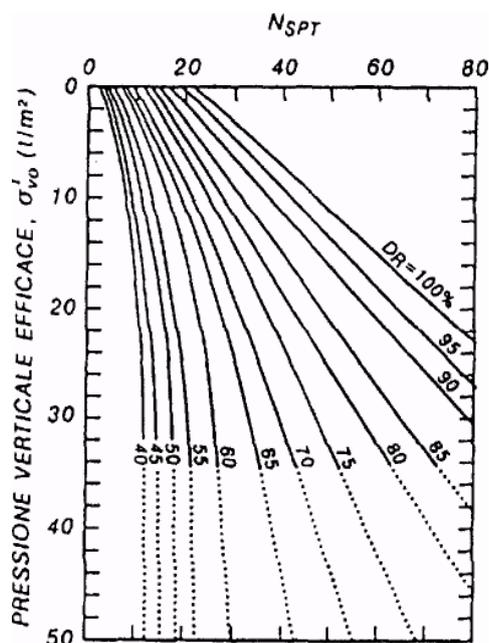


Figura 6.1

6.2.2 Angolo di resistenza al taglio

Per avere un'indicazione dell'angolo di resistenza al taglio dei terreni incoerenti si può fare riferimento alla correlazione di De Mello (1971), valida per sabbie quarzose, non cementate e moderatamente compressibili, in cui ϕ' è funzione di nspt e della pressione verticale effettiva σ'_{vo} (vedi figura 6.2). In alternativa è possibile stimare f , in funzione della Densità relativa DR calcolata con una delle formule riportate precedentemente, utilizzando la correlazione proposta da Schmertmann (1977) di figura sotto.

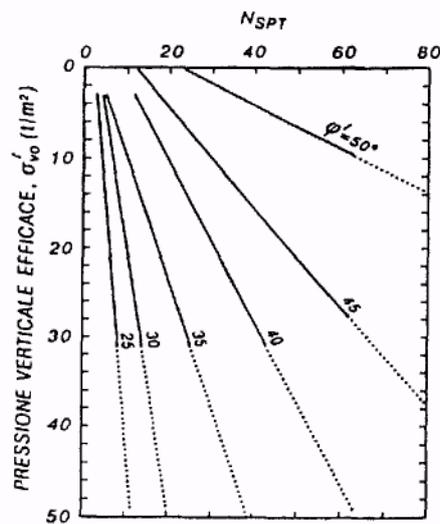


Figura 6.2

6.2.3 Modulo di Young E

L'individuazione dei parametri di deformabilità è generalmente piuttosto complessa, dipendendo in generale da numerosi fattori, quali ad esempio la storia tensionale del deposito ed il livello tensionale medio.

Nel campo di utilizzo usuale per le strutture in oggetto si ha un grado di mobilitazione della resistenza al taglio ultima del 25-30% e una deformazione media pari a 1×10^{-3} si può quindi far riferimento, per depositi di sabbie NC, alla correlazione di Jamiolkowski et al. (1988):

$$E_{25}' = (1.05 - 0.35 \times D_R) \times N_{SPT} \text{ (in MPa)}$$

e alla correlazione di D'Apollonia et al. (1970):

$$E' = 0.756 \times N_{SPT} + 18.75 \text{ (in MPa)}$$

6.2.4 Modulo di taglio dinamico

La stima del modulo di taglio dinamico G_0 dai risultati delle prove SPT, può essere fatta utilizzando la seguente espressione, proposta da Ohta e Goto (1978):

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} \times v_s^2$$

dove:

$$v_s = 54.33 \times (N_{SPT})^{0.173} \times \alpha \times \beta \times \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.193}$$

essendo:

- v_s = velocità delle onde di taglio (m/s);
- γ = peso di volume del terreno (kN/m³);
- g = accelerazione di gravità (9.8 m/s²);
- α = coefficiente che dipende dall'età del deposito:
1 per depositi olocenici e 1.3 per depositi pleistocenici;
- β = coefficiente che dipende dalla composizione granulometrica:
1.15 per sabbie e ghiaie e 1.45 per ghiaie;
- z = profondità (m).

Successivamente Yoshida e Motonori (1988) hanno proposto una formula analoga alla (8) per il calcolo della velocità delle onde di taglio:

$$v_s = k \times N_{SPT}^{0.25} \times \sigma_{vo}^{0.14}$$

$$c_u = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{N_c}$$

con σ_{vo} pressione verticale totale, N_c è un parametro variabile da 11 a 19 e k rappresenta un coefficiente compreso tra 49 e 60, in funzione del tipo di terreno analizzato.

6.2.5 Resistenza al taglio non drenata

La determinazione della resistenza al taglio non drenata c_u può essere svolta o direttamente da prove in laboratorio di taglio triassiale del tipo non consolidato e non drenato (TxUU) o sulla base della resistenza alla punta q_c determinata con le prove penetrometriche statiche, utilizzando la relazione:

6.2.6 Grado di sovraconsolidazione OCR

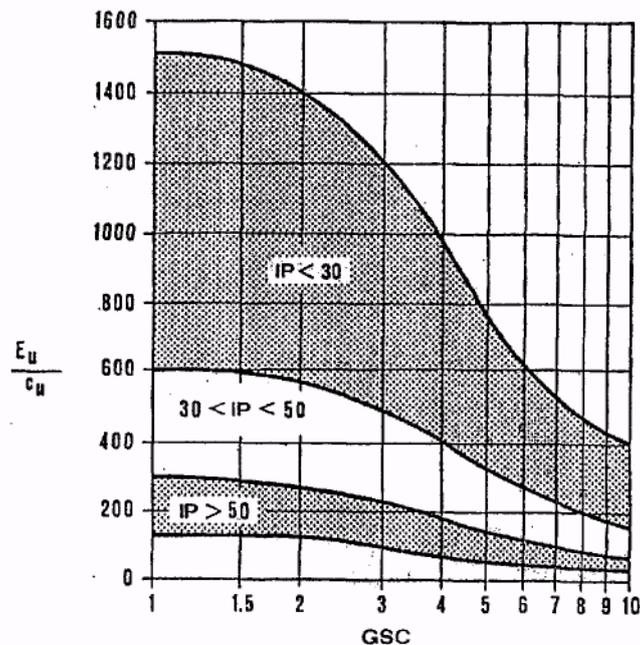
La determinazione del grado di sovraconsolidazione OCR può essere svolta o con riferimento alle prove in laboratorio di compressibilità edometrica oppure utilizzando la relazione seguente:

$$OCR = \left(\frac{c_u}{0.22 \times \sigma'_{vo}} \right)^{1,177}$$

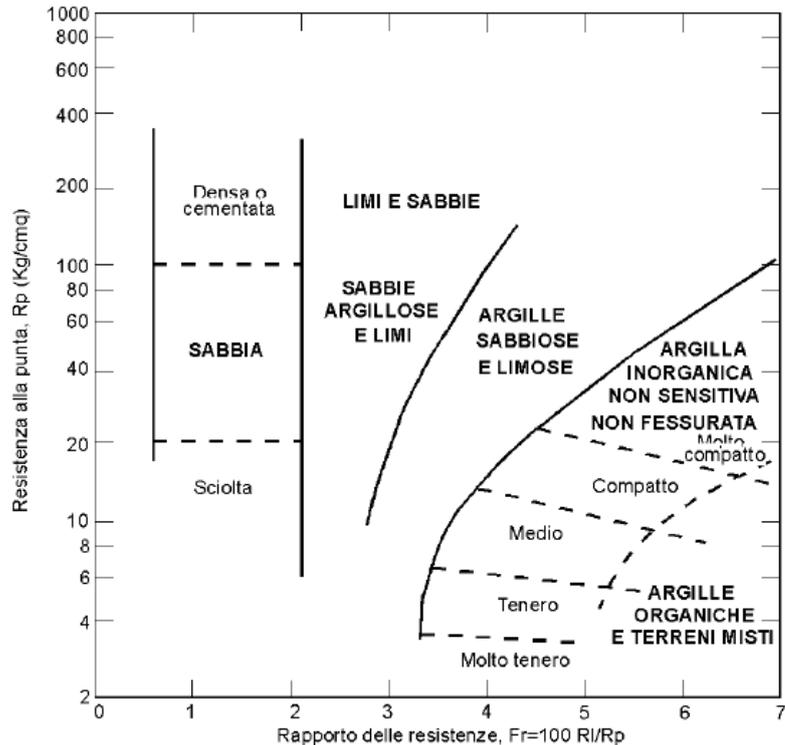
con σ'_{vo} pressione verticale effettiva.

6.2.7 Modulo non drenato E_u

Si può far riferimento a Duncan & Buchignani (1976), dove E_u è funzione della resistenza al taglio non drenata c_u e del grado di sovraconsolidazione OCR (vedi grafico seguente).



Note le caratteristiche geotecniche locali dei terreni e la tipologia di opere da progettare, si è provveduto ad elaborare un modello geotecnico, posto alla base delle analisi strutturali compiute e che in ogni caso rappresenta una schematizzazione cautelativa dei terreni presenti. Si utilizza a tal fine sia la caratterizzazione del sondaggio, sia l'abaco di Schmertmann, desunto da prove CPT.



6.3 MODELLI GEOTECNICI

Alla luce delle prove disponibili, si è individuata un'area in corrispondenza dell'edificio e del percorso in quota:

ZONA EDIFICIO DARSENA E PERCORSO IN QUOTA

Procedendo dal piano campagna verso il basso si incontrano, al di sotto di uno strato di copertura di 1/1.5 m circa, le seguenti formazioni:

- I formazione da -1/-1.5 m a -5/-5.5 m: sabbia debolmente limosa con intercalazioni di argilla limosa e limo sabbioso;
- II formazione da -5/-5.5 m a -9.5 m: argilla debolmente limosa;
- III formazione da -9.5 m a -17/-19 m: sabbia fine limosa;
- IV formazione da -17 m a -20 m: alternanza di argilla limosa e limo argilloso;
- V formazione da -20 m a -21 m: limo sabbioso
- VI formazione da -21 m -25 m: argilla limosa
- VII formazione da -25 m a -30 m : sabbia limosa

Il livello di falda è stato misurato quasi in corrispondenza del piano campagna.

Sulla base di queste considerazioni si elabora il modello geotecnico posti alla base dei calcoli:

ZONA EDIFICIO DARSENA E PERCORSO IN QUOTA

tetto/base strato	descrizione strato	peso di volume totale o immerso	coesione non drenata Cu	Coesione efficace C'	angolo di resistenza al taglio ϕ'	modulo di deformazione E
[m dal P.C.]	[-]	γ/γ' [kN/m ³]	[kPa]	[kPa]		[kN/m ²]
0.0/-1.5	terreno di riporto	19.0/9.0	100			5000
-1.5/-5.5	Sabbia fine limosa	19.0/9.0			28	7000
-5.5/-9.5	Limo argilloso deb. Sabbioso	19.0/9.0	50			8000
-9.5/-17.0	sabbie medio fine limosa	19.0/9.0			33	15000
-17.0/-20.0	limi argillosi deb.sabbiosi	19.0/9.0	60			10000
-20.0/-21.0	Sabbie medio fini	19.0/9.0			30	12000
-21.0/-25.0	argille e limi argillosi	19.0/9.0	70			10000
-25.0/-30.0	Sabbia medio fine	19.0/9.0			28	12000

7. Fondazioni

La natura prevalentemente coesiva dei terreni del sito dell'aeroporto e l'importanza dell'opera richiedono l'adozione di soluzioni progettuali di tipo profondo. La scelta delle opere d'arte (per l'edificio darsena e per il percorso in quota) pone quindi fondazioni su pali o micropali: queste tipologie di fondazioni profonde consentono di controllare i cedimenti della struttura, riducendone l'entità, e di minimizzare i cedimenti differenziali, e quindi le rotazioni, dovuti ai fenomeni di consolidazione primaria e secondaria nel tempo. Il plinto di collegamento dei pali avrà dimensione sufficiente da ripartire rigidamente il carico a tutti i pali.

Vista la complessità del quadro stratigrafico e la forte eterogeneità nell'estensione laterale delle unità geotecniche, si ritiene che lo strato granulare a quota 15 metri dal piano di campagna di circa 6 metri di spessore, non sia comunque sufficiente ad offrire una solida base per instaurare i pali. Si opta quindi per una soluzione progettuale a pali, di lunghezza media 26 metri, e diametro di 600 mm, il cui comportamento è governato prevalentemente dalla resistenza offerta dal fusto.

Si raccomanda per l'edificio darsena che i pali siano realizzati ad elica continua o con tipologia FDP (Full displacement piles), per minimizzare le deformazioni nel terreno dovute alla realizzazione di un palo trivellato, e per evitare l'impiego di fanghi bentonitici a sostegno del foro.

Per il percorso in quota invece, si ritiene opportuno utilizzare pali trivellati D800 di lunghezza media **26 metri**, il cui comportamento è governato sia dalla resistenza offerta dal fusto che dalla resistenza di punta dello strato sabbioso posto a -26m da p.c.

7.1 FONDAZIONI PROFONDE SU PALI TRIVELLATI/AD ELICA

Nei paragrafi che seguono sono forniti i carichi limite per varie tipologie di pali. Le valutazioni relative ai valori limite di resistenza laterale e di punta dei terreni interessati dalle opere, sono stati uniformemente condotti nell'ipotesi di avere la falda a livello del piano campagna.

7.1.1 Calcolo carico limite singolo palo

I calcoli per la determinazione della resistenza di progetto dei pali di fondazione si conducono con riferimento ad un'analisi agli stati limite, come previsto dal Testo Unico sulle costruzioni del 2008. Per quanto riguarda lo Stato Limite Ultimo, in relazione alla tipologia del problema in oggetto, si è considerata la condizione di rottura o grave danno alla sovrastruttura provocata dall'abbassamento dei pali.

Con riferimento quindi a tale condizione, che comprende come detto la rottura o grave danno alla sovrastruttura provocata dallo spostamento dei pali, deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$F_d \leq R_d$$

dove:

- F_d è il carico assiale massimo di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo stato limite ultimo;
- R_d la resistenza di calcolo, somma di tutti i contributi alla capacità portante di progetto allo stato limite ultimo per il palo di fondazione.

7.1.2 Approcci di progetto

Con riferimento alla disuguaglianza $F_d \leq R_d$, le verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio di Progetto 1

Per il progetto di pali soggetti a carico assiale, si deve verificare che non si raggiunga uno stato limite di rottura o deformazione eccessiva, con nessuna delle seguenti combinazioni di coefficienti parziali:

Combinazione 1: A1 "+" M1 "+" R1

Combinazione 2: A2 "+" M1 "+" R4

Approccio di Progetto 2

Si deve verificare che non si raggiunga uno stato limite di rottura o deformazione eccessiva, con la seguente combinazione di coefficienti parziali:

Combinazione: A1 "+" M1 "+" R2

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

7.1.3 Resistenza ultima a compressione da risultati di prove di sottosuolo

La resistenza a compressione di progetto di un palo, $R_{c,d}$, si deve ricavare da:

$$R_{c,d} = R_{s,d} + R_{b,d}$$

dove:

- $R_{s,d}$ è la resistenza laterale di progetto;
- $R_{b,d}$ la resistenza alla punta di progetto.

A loro volta $R_{s,d}$ e $R_{b,d}$ si devono ricavare dai seguenti rapporti:

$$R_{s,d} = R_{sk} / \gamma_s$$

$$R_{b,d} = R_{bk} / \gamma_b$$

essendo:

- R_{sk} e R_{bk} i valori caratteristici della resistenza alla punta e laterale del palo;
- γ_b e γ_s coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza di punta può essere espressa come:

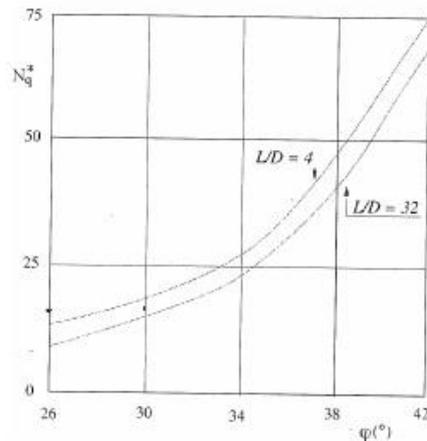
$$R_{bk} = N_q \cdot \sigma_v \cdot A_b$$

dove:

N_q è il coefficiente di capacità portante proposta da Berezantzev (Figura sotto)

σ_v è la tensione effettiva in corrispondenza della punta del palo,

A_b è la superficie nominale della sezione piana della punta del palo.



La resistenza laterale vale:

$$R_{sk} = \tau A_s$$

A_s = Superficie laterale nominale del palo

la τ è espressa in modo diverso a seconda se si è in presenza di terreni coesivi o incoerenti .

- per terreni coesivi: $\tau = \alpha C_u$ dove C_u è la coesione non drenata e α è un parametro funzione della coesione. Indicazioni sul valore di α in funzione di C_u sono riportate in Tabella XIII (Viggiani, Fondazioni).

C_u (kPa)	α
≤ 25	0.7
$25 < C_u < 70$	$0.7 - 0.008(C_u - 25)$

≥ 70	0.35
-----------	------

- per terreni incoerenti:

$$\tau = k\mu\sigma'v$$

dove:

$$k = 1 - \sin \varphi' \quad \mu = \tan \varphi'$$

e $\sigma'v$ è la tensione effettiva misurata a metà dello strato.

Per pali senza asportazione di terreno il k si può considerare unitario.

Quando gli strati di terreno compressibili, per cause diverse (aggiunta di riporto di terreno, consolidazione di rilevati, abbassamenti di falda ecc...) subiscono abbassamenti relativi verso il basso rispetto al palo, sulla sua superficie si innesca un attrito negativo che, per trascinamento, tende ad aumentare il carico assiale su di esso agente. Nel caso in cui il riporto di terreno sia posto su un materiale compressibile, l'azione di trascinamento si estenderà verso lo strato sottostante, sul quale sono sospesi i pali; in questa zona una porzione di terreno sarà soggetta a spostamenti relativi (terreno-palo) verso il basso e un'altra verso l'alto, il punto in cui si inverte tale tendenza è detto punto neutro.

7.1.4 RISULTATI DEL CALCOLO

I risultati del calcolo danno i seguenti valori:

			Rd (kN)
Edificio darsena	Pali D300 CFA/FDP	L*=26 m	500
Percorso in quota	Pali trivellati D=800	L*=26 m	1983

* nell'ipotesi di testa palo coincidente con piano campagna

I valori di Rd sono minori di Fd (vedasi la relazione di calcolo strutturale).

8. Conclusioni

Dallo studio geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico, nonché dall'analisi dei dati raccolti è possibile effettuare le seguenti considerazioni:

- il sottosuolo dell'area appartiene alla bassa pianura veneta, nella fascia adiacente la laguna veneta ed è costituito prevalentemente da depositi alluvionali recenti sabbiosi ed argillosi talora con matrice limosa che sembrano prevalenti;

- la presenza di una falda a carattere freatico che appartiene al complesso idrogeologico dell'acquifero di bassa pianura, tipico per la presenza di una falda poco profonda con oscillazioni di ordine metrico, dato che risente poco dell'apporto stagionale di precipitazioni e contributi fluviali;
- l'area sismicamente è classificata come zona 4, a bassa sismicità; la classificazione sismica dei terreni pone le opere di fondazioni superficiali all'interno nella categoria D e le fondazioni profonde su pali all'interno della categoria C.
- i terreni degli orizzonti granulari hanno medio/basse caratteristiche meccaniche che migliorano, ma non in modo significativo con la profondità;
- i terreni degli orizzonti coesivi, hanno caratteristiche meccaniche e di compressibilità tipici dei limi e delle argille normalconsolidate che possono migliorare con la profondità, con valori di resistenza alla punta di norma compresi tra 0,5 e 2 MPa;
- le opere in progetto richiedono l'adozione di soluzioni progettuali di tipo profondo. La scelta delle opere d'arte (per l'edificio darsena e il percorso in quota) impone quindi fondazioni su pali trivellati o pali tipo CFA/FDP: queste tipologie di fondazioni profonde consentono di controllare i cedimenti della struttura, riducendone l'entità, e di minimizzare i cedimenti differenziali, e quindi le rotazioni, dovuti ai fenomeni di consolidazione primaria e secondaria nel tempo. Il plinto di collegamento dei pali avrà dimensione sufficiente da ripartire rigidamente il carico a tutti i pali.

9. Bibliografia

- AGI (Associazione Geotecnica Italiana), 1977 – Raccomandazioni sulla Programmazione delle Indagini Geotecniche.
- AGI (Associazione Geotecnica Italiana), ed. provvisoria 1990 – Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio.
- Antonelli R., Barbieri G., Dal Prà A., De Zanche V., Grandesso P., Mietto P., Sedeo R., Zanferrari A., 1988 – Carta geologica del Veneto (sc. 1:250.000). S.EL.CA., Firenze.
- Cestari F., 1990 – Prove geotecniche in sito. Geo-Graph, Segrate (MI)
- Dal Prà A., Bellati R. (con la collaborazione di Antonelli R., Costacurta R., Sbettega G.), 1977 - Distribuzione dei materiali limoso-argillosi nel sottosuolo della Pianura Veneta. Quad. Ist. Ric. sulle Acque, v.34 (4), Roma.
- Briseghella L. et alii, 1994 - Rischio sismico del Veneto. Regione Veneto.
- Falaschi G., 2000 – Caratterizzazione geotecnica dei terreni per interventi su vaste aree: Il Sistema ferroviario Metropolitano Regionale nell'area diffusa centrale del Veneto. Università Di Padova.
- Giuliano G., Mari G.M., Cavallin A., De Amicis M., 1998 – Ricerca sulla vulnerabilità naturale e sul rischio di inquinamento delle acque sotterranee nella pianura padana, veneta e friulana. Carta della infiltrabilità regionale, carta idrogeologica regionale, carta della vulnerabilità regionale (scala 1:500.000) - Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia, vol. LVI, IPZS, Roma.
- G.N.D.T. - C.N.R., 1987 - Modello sismotettonico dell'Italia Nord – Orientale.

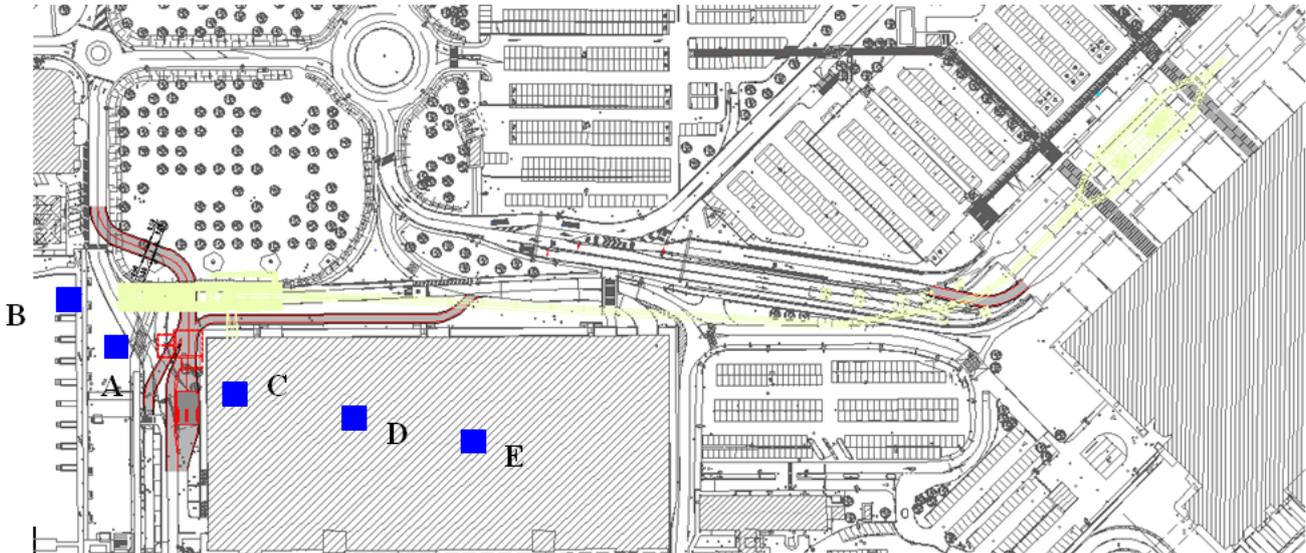
- Gruppo di Studio La Crose, 1992 – Padova Nord-Ovest. Archeologia e Territorio. Editoriale Programma, Padova.
- Gruppo di studio sulle falde acquifere profonde della Pianura Padana, 1979 - Lineamenti idrogeologici della Pianura Padana. Quad. ist. Ric. Sulle Acque,v. 28(2), Roma
- Mari G.M., Bagnaia R., Ventura R., 1999 – Rete di monitoraggio dei corpi idrici sotterranei. Risultati preliminari delle indagini e delle sperimentazioni effettuate nella pianura veneta - Atti del 3° Convegno Nazionale sulla protezione e Gestione delle acque sotterranee per il III millennio, Parma 13, 14, 15 ottobre 1999 - Quaderni di Geologia Applicata, Pitagora Editrice, Bologna.
- Osservatorio Acque A.R.P.A.V., 2002 - Acqua sotterranea nel Veneto. – Regione Veneto.
- Quaderni I.R.S.A, 1970-1990 - Studi idrogeologici sulla Pianura Padana. C.N.R.
- Regione del Veneto, 1987 - Carta delle unità geomorfologiche.
- Soranzo M., 1986 – Sulla determinazione del Coefficiente di Permeabilità in sito nei Terreni a Grana Fine. Università Di Padova, Fac. Ing., Ist. Costruz. Marittime e Geotecnica.
- Trevisan L., Giglia G. - Geologia Generale, Edizioni Vallerini, Pisa.
- Bowles J.E. – Fondazioni Progetto e analisi, McGraw-Hill, 1991
- Cestari F., 1990 – Prove geotecniche in sito. Geo-Graph, Segrate (MI)
- Cestelli Guidi – Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, Hoepli
- Colombo P., Colleselli F. – Elementi di Geotecnica, Zanichelli, 3^aed., 2004
- Favaretti M., Cortellazzo G., Dei Svaldi A., Mazzucato A., 2005, materiale corsi FOIV sull'ingegneria geotecnica "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- Favaretti M., Mazzucato A., 1987 – Prove Geotecniche di laboratorio. Cleup, Padova.
- Lancellotta R. - Geotecnica
- Viggiani C. - Fondazioni, CUEN, 1996

10. Allegati

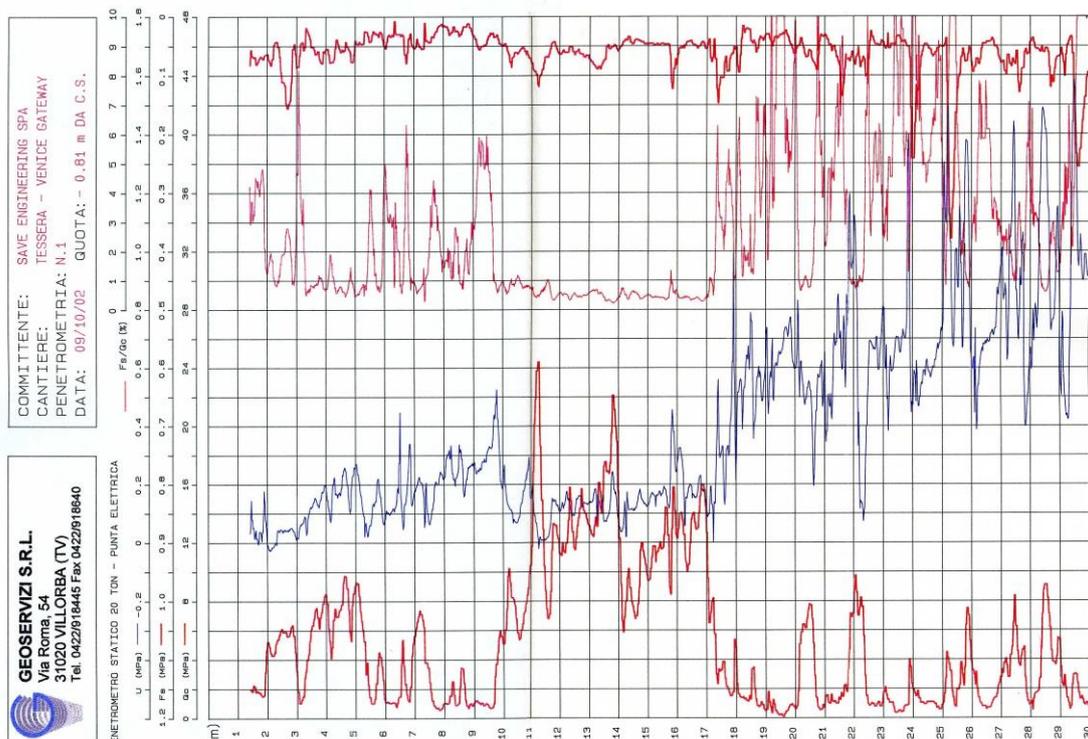
- 1) Mappa delle prove disponibili utilizzate
- 2) prove geognostiche disponibili
- 3) calcolo della capacità portante pali CFA/FDP lato edificio darsena
- 4) calcolo della capacità portante pali trivellati percorso in quota

10.1 ALLEGATO 1 – MAPPA DELLE PROVE

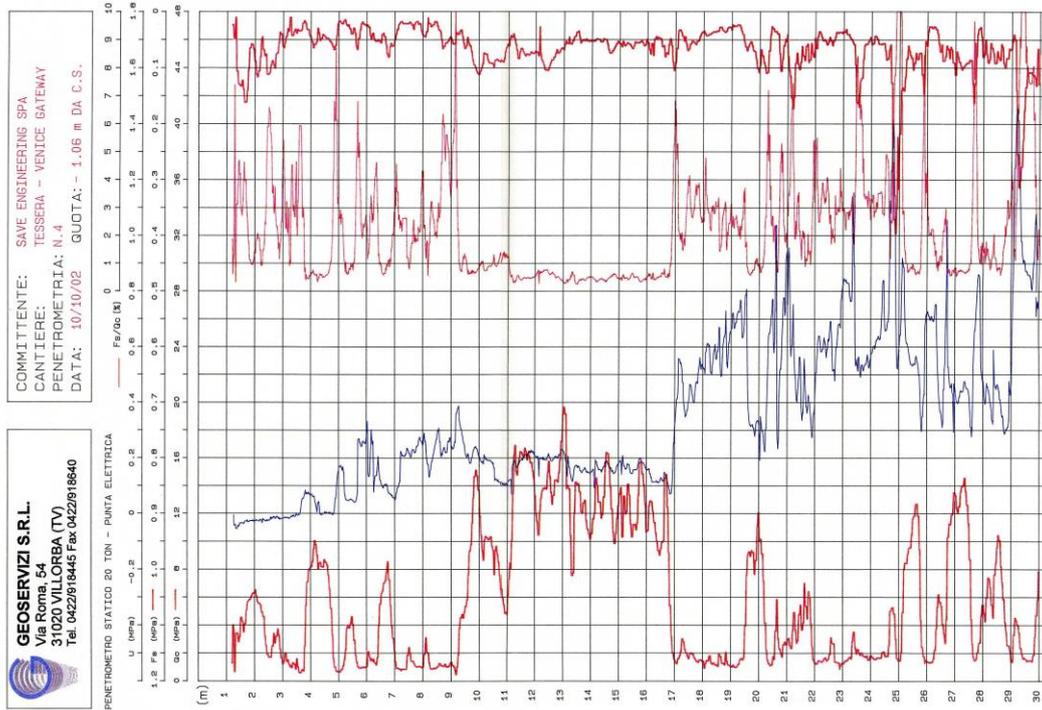
Ubicazione delle prove geognostiche di riferimento (vedi capitolo 6).



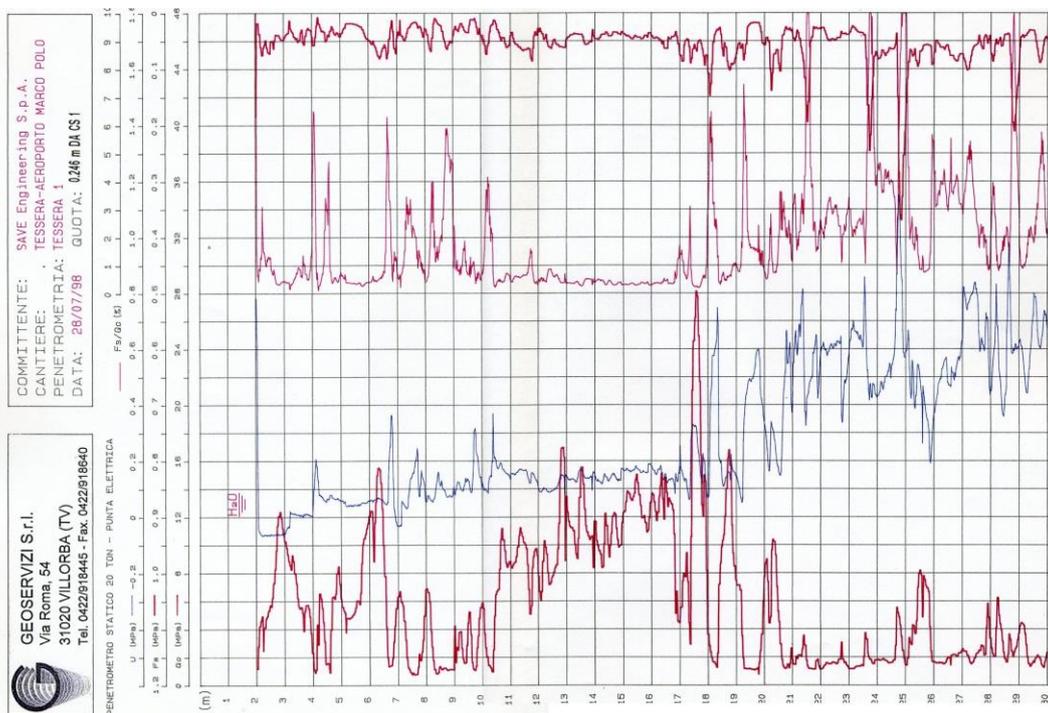
10.2 ALLEGATO 2 – PROVE GEOGNOSTICHE



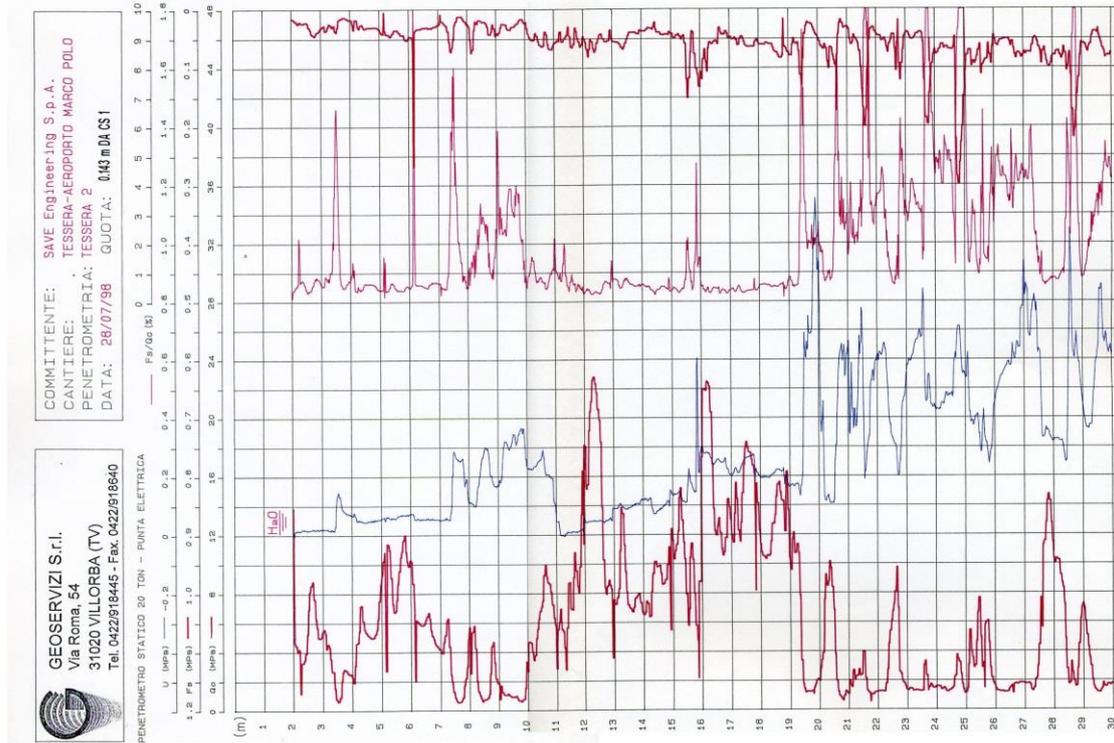
Allegato 2A: CPTU1 Venice Gateway 2002 spinta a -30 m da p.c. – indicata con lettera A (vedi capitolo 6)



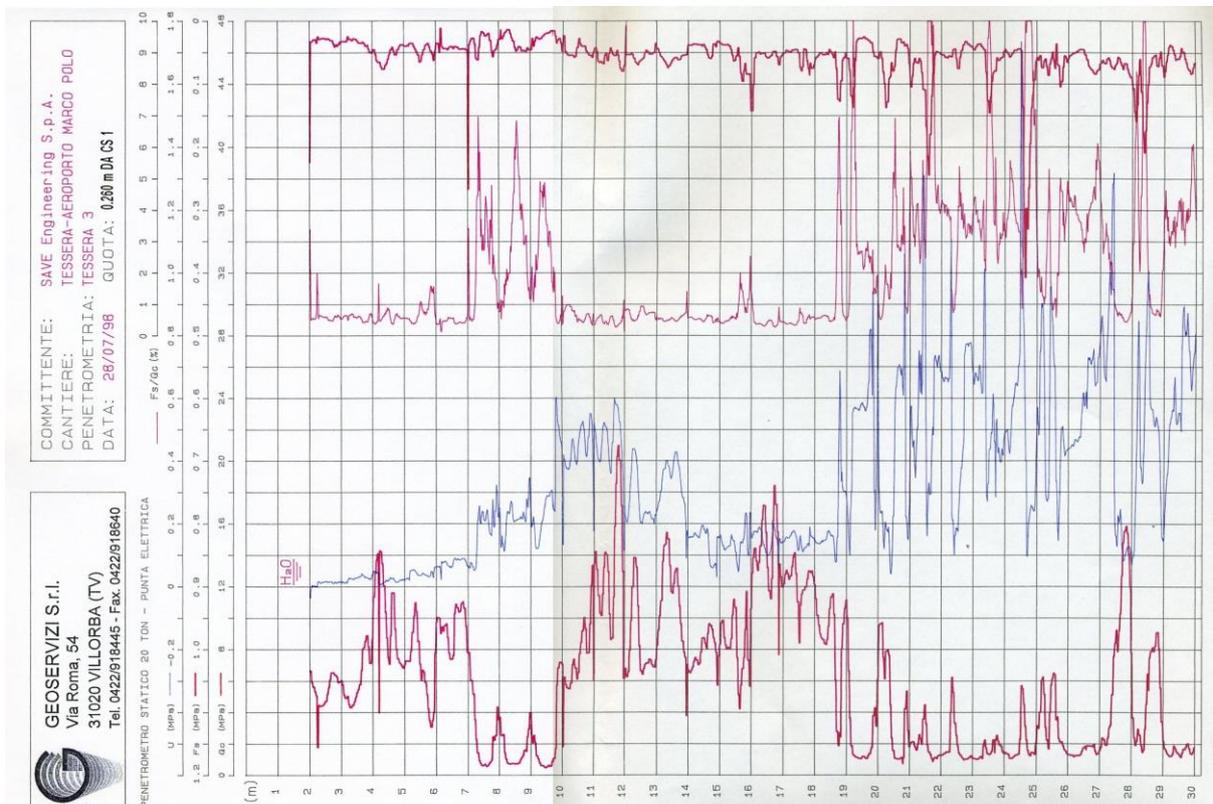
Allegato 2B: CPTU4 Venice Gateway 2002 spinta a -30 m da p.c. – indicata con lettera B (vedi capitolo 6)



Allegato 2C: CPTU1 Garage Multipiano 1998 spinta a -30 m da p.c. – indicata con lettera C (vedi capitolo 6)



Allegato 2D: CPTU2 Garage Multipiano 1998 spinta a -30 m da p.c. – indicata con lettera D (vedi capitolo 6)



Allegato 2E: CPTU3 Garage Multipiano 1998 spinta a -30 m da p.c. – indicata con lettera E (vedi capitolo 6)

10.3 ALLEGATO 3 – CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI CFA/FDP

Calcolo portanza pali CFA/FDP D=300 mm L=26m edificio DARSENA.

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE

VENEZIA MARCO POLO ZONA STAZIONE DARSENA

TIPO DI PALO FDP 2

DATI D'INGRESSO

Quota falda da p.c.	m	0.00
ϕ palo	m	0.30
Area laterale palo	m ²	0.94
Area palo	m ²	0.07

STRATIGRAFIA TERRENO

TERRENI	
1	RIPORTO
2	LIMO SABBIOSO
3	ARGILLA LIMOSA
4	SABBIA
5	ARGILLA LIMOSA
6	LIMO SABBIOSO
7	ARGILLA LIMOSA
8	LIMO SABBIOSO

strato	TERRENO DENSO/SCIOLTO	quote assolute		quote relative		Δ	acqua	tipo terreno
		da [m]	a [m]	da [m]	a [m]			
1	SCIOLTO	0.0	1.5	0	1.5	1.5	si	RIPORTO
2	SCIOLTO	1.5	5.5	1.5	5.5	4	si	SABBIA
3	SCIOLTO	5.5	9.5	5.5	9.5	4	si	ARGILLA LIMOSA
4	SCIOLTO	9.5	17.0	9.5	17	7.5	si	SABBIA
5	SCIOLTO	17.0	20.0	17	20	3	si	ARGILLA LIMOSA
6	SCIOLTO	20.0	21.0	20	21	1	si	SABBIA
7	SCIOLTO	21.0	25.0	21	25	4	si	ARGILLA LIMOSA
8	SCIOLTO	25.0	26.0	25	26	1	si	SABBIA

PARAMETRI CARATTERISTICI

strato	γ	ϕ'	c'	C_u	σ_o	u	σ_o	u	σ'
	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	A FINE STRATO kN/m ²	A FINE STRATO kN/m ²	A META' STRATO kN/m ²	A META' STRATO kN/m ²	A META' STRATO kN/m ²
1	19				28.5	15	14.25	7.5	6.8
2	19	28			104.5	55	66.5	35	31.5
3	19			50	180.5	95	142.5	75	67.5
4	19	33			323	170	251.75	132.5	119.3
5	19			60	380	200	351.5	185	166.5
6	19	30			399	210	389.5	205	184.5
7	19			70	475	250	437	230	207.0
8	19	28			494	260	484.5	255	229.5

CALCOLO RESISTENZA LATERALE E DI PUNTA

					RESISTENZA LATERALE $R_{cs,calc}$	RESISTENZA ALLA PUNTA $R_{cb,calc}$	
strato	ϕ'	α	K	μ	kN/m ²	STRATO:	8
1			1.0			Profondità:	26.0
2	34.000		1.0	0.532	63	Tipo terreno:	SABBIA
3		0.500	1.0		94	Peso Specifico:	19.0
4	36.500		1.0	0.649	547	Peso Specifico eff.:	9.0
5		0.420	1.0	0.000	71	Angolo di attrito:	28.0
6	35.000		1.0	0.577	100	Tensione σ' :	234
7		0.350	1.0	0.000	92	Fattore Ng:	0
8	34.000		1.0	0.532	115		

STATO LIMITE ULTIMOCoefficients parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo γ_s	Pali infissi			Pali ad elica		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.60	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.30	1.15

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

N° Prove in sito	3	$\xi_3 =$	1.60
		$\xi_4 =$	1.48

RESISTENZA LATERALE $R_{cs,calc}$	1084 kN
RESISTENZA PUNTA $R_{cb,calc}$	0 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE $R_{cs,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	732 kN
COEFFICIENTE PARZIALE γ_s		1
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE	$R_{cd} =$	732 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA $R_{cb,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	0 kN
COEFFICIENTE PARZIALE γ_s		1
RESISTENZA DI PROGETTO DI PUNTA	$R_{cd} =$	0 kN

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1: RESISTENZA DI PROGETTO = 732.3 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE $R_{cs,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	732 kN
COEFFICIENTE PARZIALE γ_s		1.45
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE	$R_{cd} =$	505 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA $R_{cb,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	0 kN
COEFFICIENTE PARZIALE γ_s		1.45
RESISTENZA DI PROGETTO DI PUNTA	$R_{cd} =$	0 kN

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1: RESISTENZA DI PROGETTO = 505.0 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 2

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE $R_{cs,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	732 kN
COEFFICIENTE PARZIALE γ_s		1.15
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE	$R_{cd} =$	637 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA $R_{cb,calc}/\xi_4$	$R_{ck} =$	0 kN
COEFFICIENTE PARZIALE γ_s		1.15
RESISTENZA DI PROGETTO DI PUNTA	$R_{cd} =$	0 kN

APPROCCIO 2: RESISTENZA DI PROGETTO = 636.8 kN

10.4 ALLEGATO 4 – CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI TRIVELLATI

Calcolo portanza pali trivellati D=800 mm L=26m percorso in quota.

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE

VENEZIA MARCO POLO ZONA PERCORSO IN QUOTA

TIPO DI PALO TRIVELLATO 1

DATI D'INGRESSO

Quota falda da p.c.	m	0.00
φ palo	m	0.80
Area laterale palo	m ²	2.51
Area palo	m ²	0.50

STRATIGRAFIA TERRENO

strato	TERRENO DENSO/SCIOLTO	quote assolute		quote relative		Δ	acqua	tipo terreno
		da [m]	a [m]	da [m]	a [m]			
1	SCIOLTO	0.0	1.5	0	1.5	1.5	si	RIPORTO
2	SCIOLTO	1.5	5.5	1.5	5.5	4	si	SABBIA
3	SCIOLTO	5.5	9.5	5.5	9.5	4	si	ARGILLA LIMOSA
4	SCIOLTO	9.5	17.0	9.5	17	7.5	si	SABBIA
5	SCIOLTO	17.0	20.0	17	20	3	si	ARGILLA LIMOSA
6	SCIOLTO	20.0	21.0	20	21	1	si	SABBIA
7	SCIOLTO	21.0	25.0	21	25	4	si	ARGILLA LIMOSA
8	SCIOLTO	25.0	26.0	25	26	1	si	SABBIA

TERRENI	
1	RIPORTO
2	LIMO SABBIOSO
3	ARGILLA LIMOSA
4	SABBIA
5	ARGILLA LIMOSA
6	LIMO SABBIOSO
7	ARGILLA LIMOSA
8	LIMO SABBIOSO

strato	PARAMETRI CARATTERISTICI								
	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kN/m ²]	Cu [kN/m ²]	σ _o A FINE STRATO kN/m ²	u A FINE STRATO kN/m ²	σ _o A META' STRATO kN/m ²	u A META' STRATO kN/m ²	σ' A META' STRATO kN/m ²
1	19				28.5	15	14.25	7.5	6.8
2	19	28			104.5	55	66.5	35	31.5
3	19			50	180.5	95	142.5	75	67.5
4	19	33			323	170	251.75	132.5	119.3
5	19			60	380	200	351.5	185	166.5
6	19	30			399	210	389.5	205	184.5
7	19			70	475	250	437	230	207.0
8	19	28			494	260	484.5	255	229.5

CALCOLO RESISTENZA LATERALE E DI PUNTA

					RESISTENZA LATERALE $R_{cs,calc}$	RESISTENZA ALLA PUNTA $R_{cb,calc}$	
strato	ρ'	α	K	μ	kN/m ²	STRATO:	
1			0.4				8
2	25.000		0.5	0.532	84	Profondità:	26.0
3		0.725	0.5		364	Tipo terreno:	SABBIA
4	30.000		0.5	0.649	730	Peso Specifico:	19.0
5		0.615	0.5	0.000	278	Peso Specifico eff.:	9.0
6	27.000		0.5	0.577	134	Angolo di attrito:	28.0
7		0.500	0.5	0.000	352	Tensione σ' :	234
8	25.000		0.5	0.532	153	Fattore N_q :	18

STATO LIMITE ULTIMOCoefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali ad elica		
		γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)
Base	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.60	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.30	1.15

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

N° Prove in sito	3	$\xi_3 =$	1.60
		$\xi_4 =$	1.48

RESISTENZA LATERALE	$R_{cs,calc}$	2096 kN
RESISTENZA PUNTA	$R_{cb,calc}$	2117 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE	$R_{cs,calc}/\xi_{dt}$	$R_{ck} =$	1'416 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	1416 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA	$R_{cb,calc}/\xi_{dt}$	$R_{ck} =$	1431 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1
RESISTENZA DI PROGETTO DI PUNTA		$R_{cd} =$	1431 kN

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1: RESISTENZA DI PROGETTO = 2846.5 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE	$R_{cs,calc}/\xi_{dt}$	$R_{ck} =$	1'416 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.3
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	1089 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA	$R_{cb,calc}/\xi_{dt}$	$R_{ck} =$	1431 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.6
RESISTENZA DI PROGETTO DI PUNTA		$R_{cd} =$	894 kN

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1: RESISTENZA DI PROGETTO = 1983.3 kN

RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 2

RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE	$R_{cs,calc}/\xi_{dt}$	$R_{ck} =$	1'416 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.15
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE		$R_{cd} =$	1231 kN

RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA	$R_{cb,calc}/\xi_{dt}$	$R_{ck} =$	1431 kN
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_s		1.35
RESISTENZA DI PROGETTO DI PUNTA		$R_{cd} =$	1060 kN

APPROCCIO 2: RESISTENZA DI PROGETTO = 2291.0 kN